

FONDAZIONI

ing. Nunziante Squeglia

3. INDAGINI IN SITO

**Caratterizzazione dinamica e
Azione sismica**

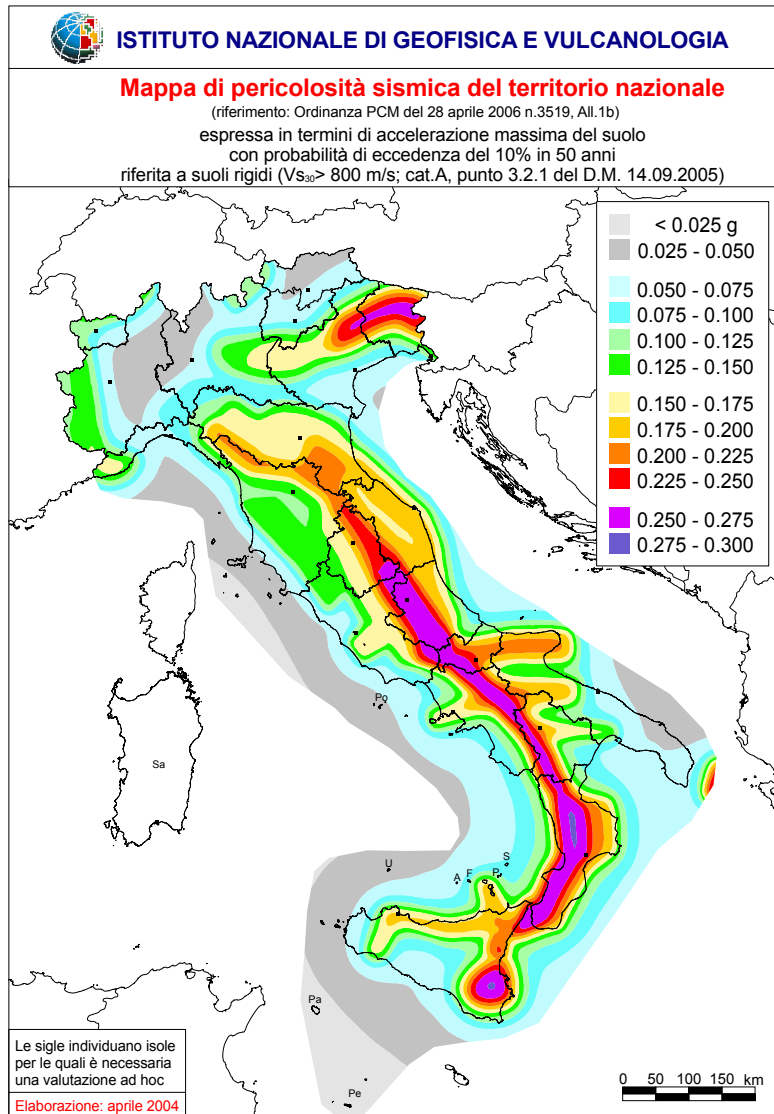
CAPITOLO 3 – NTC 2008

3.2 AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{V_R} , come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel § 2.4. In alternativa è ammesso l’uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

- Pericolosità definita in termini di accelerazione attesa
- Categoria del sottosuolo
- Spettro di risposta elastico
- Accelerogrammi



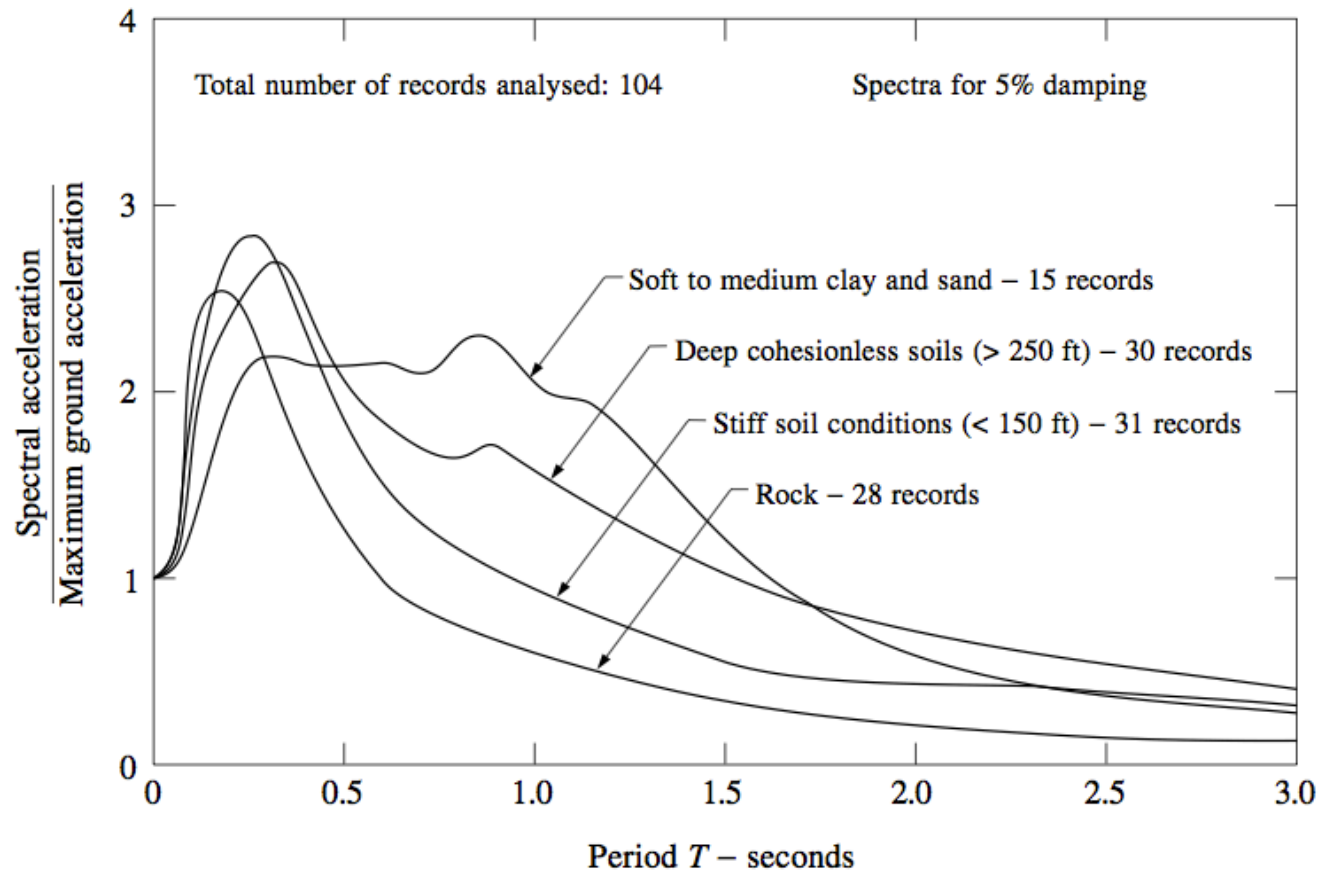
PERICOLOSITA' DI BASE

CATEGORIE DI SOTTOSUOLO

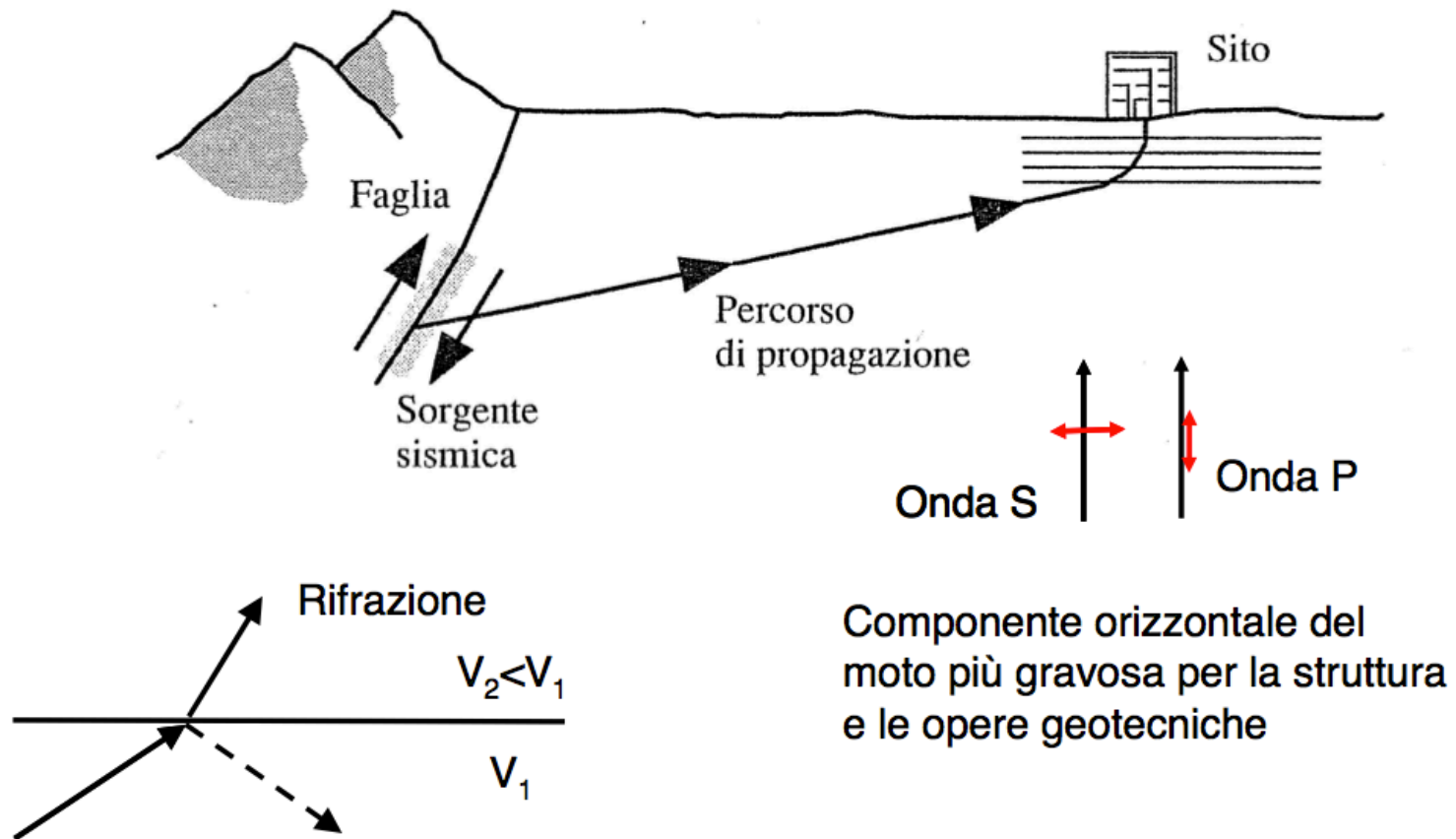
Tabella 3.2.II – *Categorie di sottosuolo*

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento</i> (con $V_s > 800$ m/s).

INFLUENZA DEL SOTTOSUOLO SULL'AZIONE SISMICA (Misure)



SCHEMA DELLA PROPAGAZIONE DELL'ONDA SISMICA



Componente orizzontale del moto più gravosa per la struttura e le opere geotecniche

La velocità equivalente delle onde di taglio $v_{s,30}$ è definita dall'espressione

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_{s,i}}} \text{ [m/s]}. \quad (3.2.1)$$

La resistenza penetrometrica dinamica equivalente $N_{SPT,30}$ è definita dall'espressione

$$N_{SPT,30} = \frac{\sum_{i=1,M} h_i}{\sum_{i=1,M} \frac{h_i}{N_{SPT,i}}}. \quad (3.2.2)$$

La resistenza non drenata equivalente $c_{u,30}$ è definita dall'espressione

$$c_{u,30} = \frac{\sum_{i=1,K} h_i}{\sum_{i=1,K} \frac{h_i}{c_{u,i}}}. \quad (3.2.3)$$

Nelle precedenti espressioni si indica con:

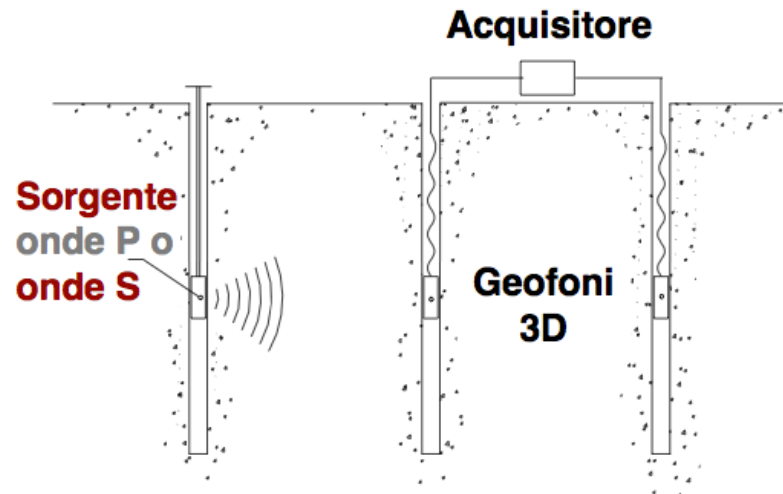
- h_i spessore (in metri) dell'*i*-esimo strato compreso nei primi 30 m di profondità;
- $v_{s,i}$ velocità delle onde di taglio nell'*i*-esimo strato;
- $N_{SPT,i}$ numero di colpi N_{SPT} nell'*i*-esimo strato;
- $c_{u,i}$ resistenza non drenata nell'*i*-esimo strato;
- N numero di strati compresi nei primi 30 m di profondità;
- M numero di strati di terreni a grana grossa compresi nei primi 30 m di profondità;
- K numero di strati di terreni a grana fina compresi nei primi 30 m di profondità.

DETERMINAZIONE DEL PROFILO DELLA V_s **Bassissimo livello di deformazione ($\gamma < 10^{-6}$)**

- Prove in foro
 - Prove Cross-hole
 - Prove Down-hole
 - In foro
 - SCPT-SDMT

- Prove dalla superficie
 - Prove sismica a rifrazione (onde SH)
 - Analisi delle onde superficiali
 - Metodi attivi (SASW, MASW)
 - Metodi passivi (fk, SPAC, ReMi, H/V)

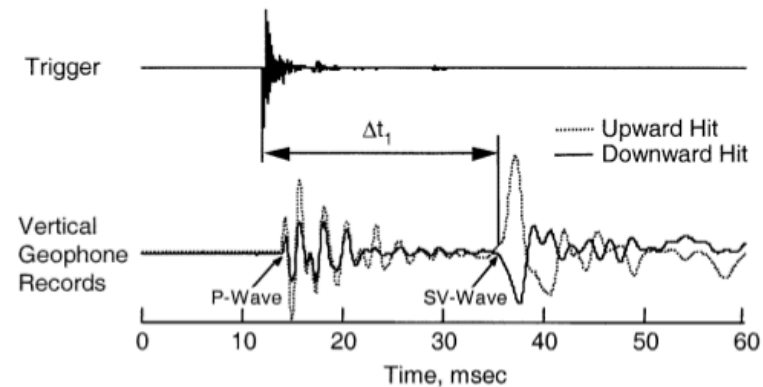
SCHEMA DI UNA PROVA CROSS-HOLE



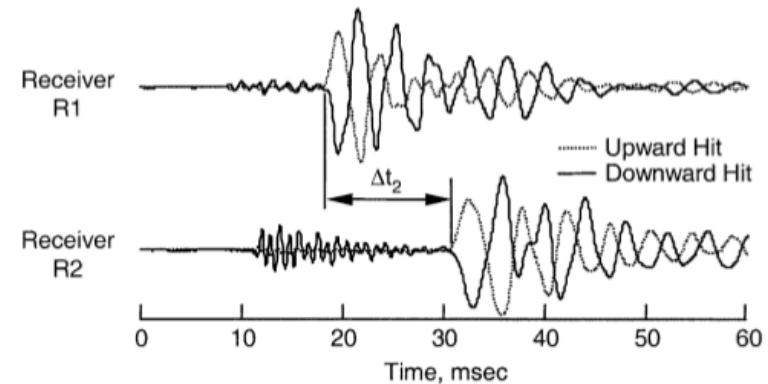
2 o 3 fori rivestiti e cementati
con controllo verticalità (costi ↑)

tempi di arrivo → V_p & V_s

onde P Sv Sh

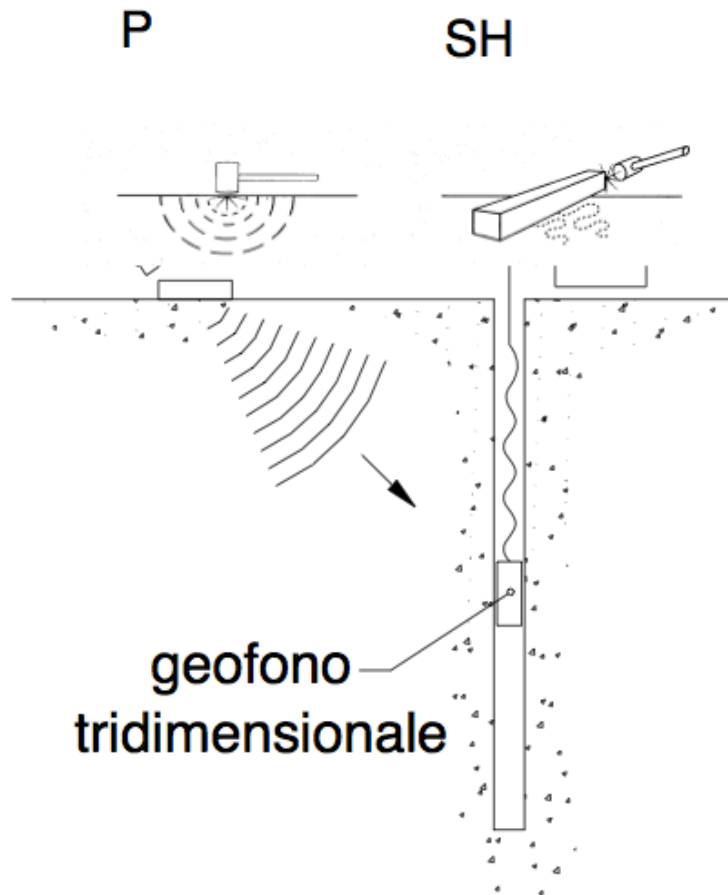


a. Record Illustrating a Direct Travel Time Measurement of an SV Wave



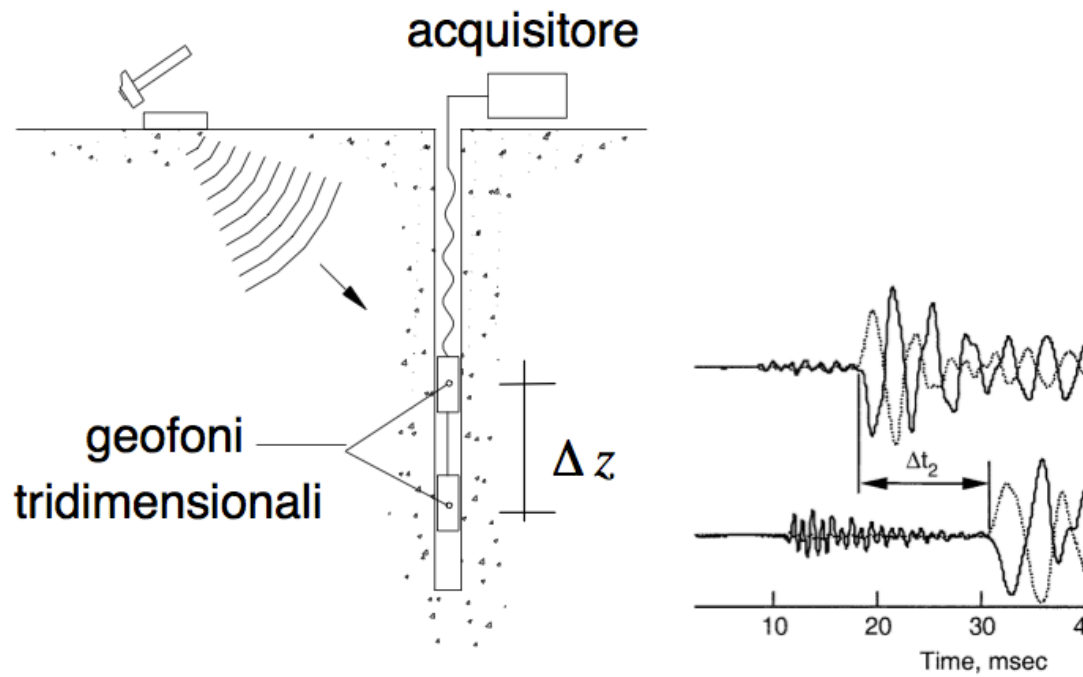
(after Santamarina and Stokoe, 2000)

SCHEMA DI UNA PROVA DOWN-HOLE



UN RICEVITORE

SCHEMA DI UNA PROVA DOWN-HOLE (due ricevitori)

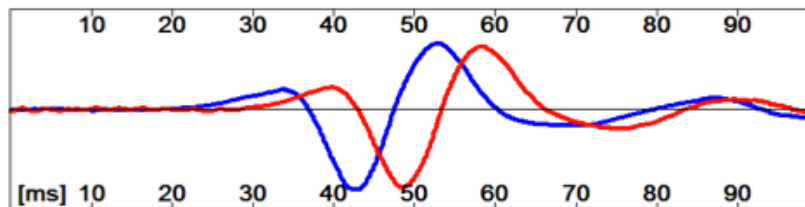


$$V = \frac{\Delta z}{\Delta t_{corr}}$$

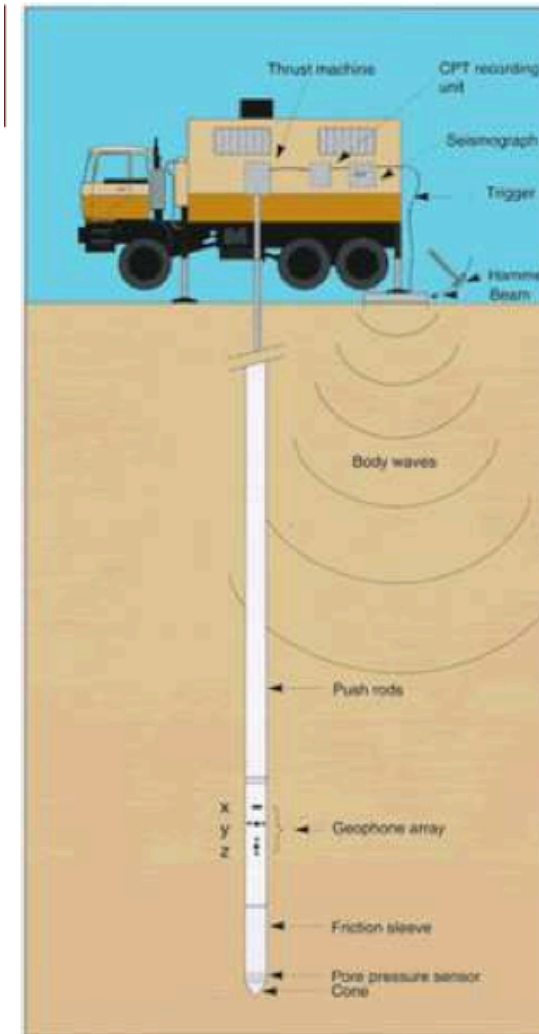
PROVA PENETROMETRICA STATICA CON MODULO SISMICO

- molto efficiente (no fori sondaggio)
- ottimo accoppiamento geofono-terreno (niente rivestimento)
- possibile eseguire prova SCPT in *modalità CHT* usando due coni
- stesse limitazioni CPT/DMT

SDMT: trasmissione del segnale digitalizzato

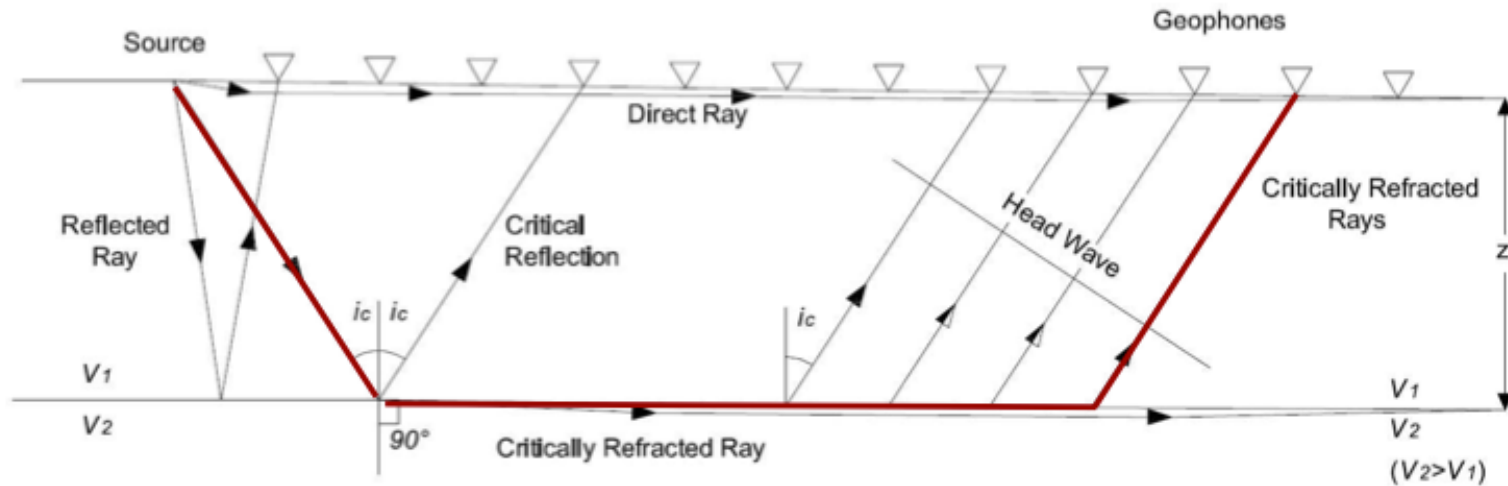


(Marchetti et al., 2006)

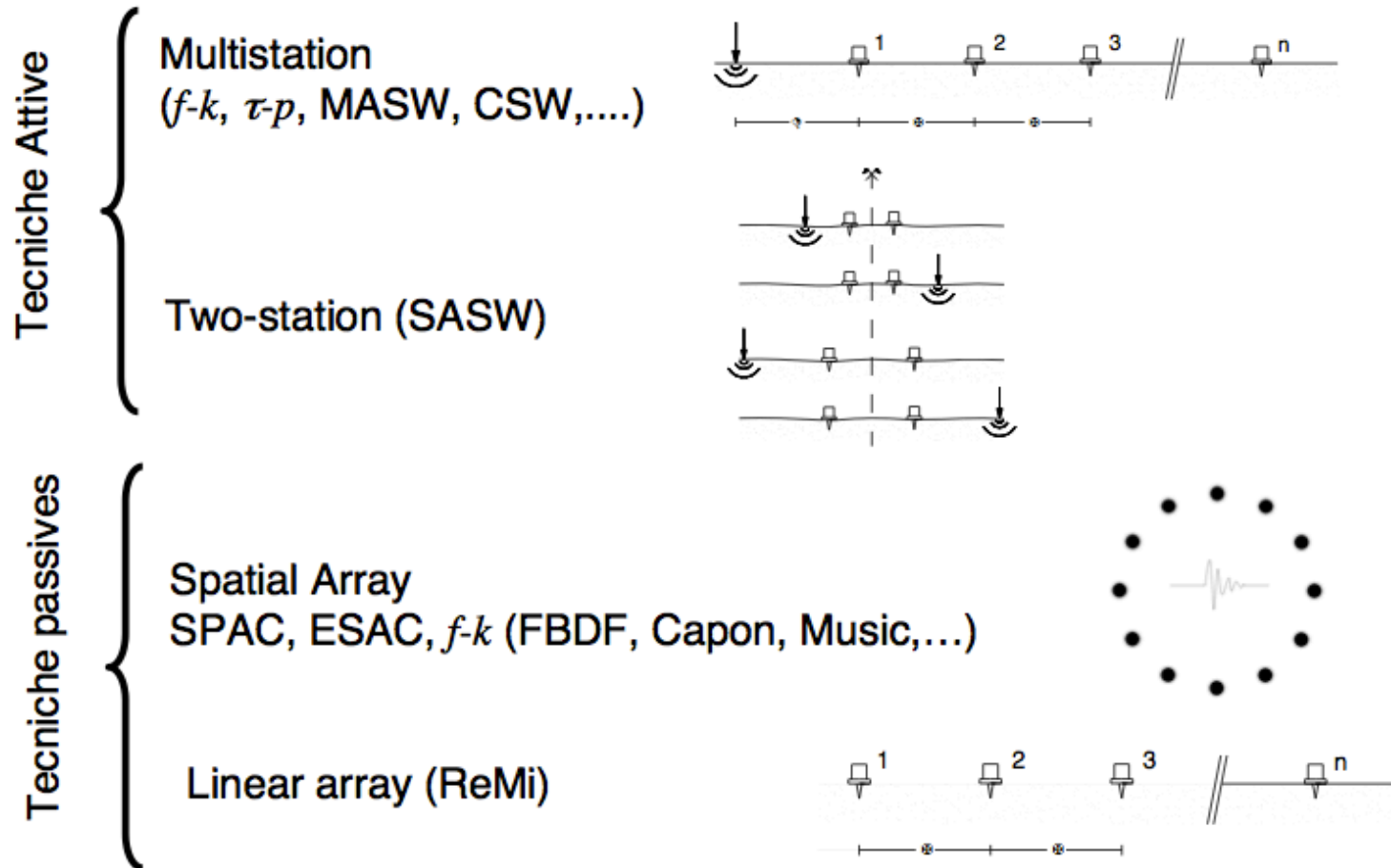


METODI GEOFISICI

Sismica a rifrazione



ALTRE TECNICHE DI SUPERFICIE



CATEGORIE AGGIUNTIVE

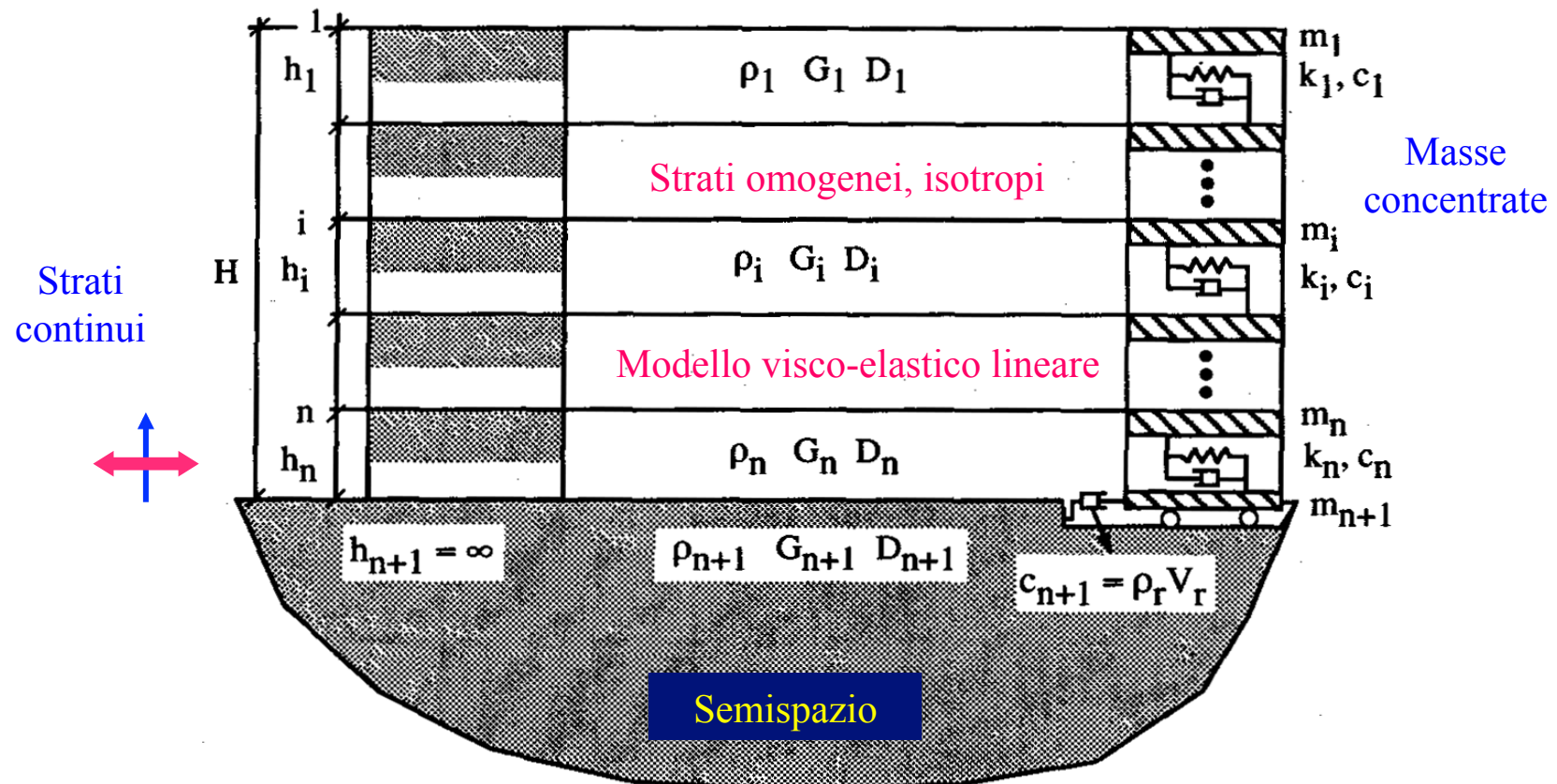
Tabella 3.2.III – *Categorie aggiuntive di sottosuolo.*

Categoria	Descrizione
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

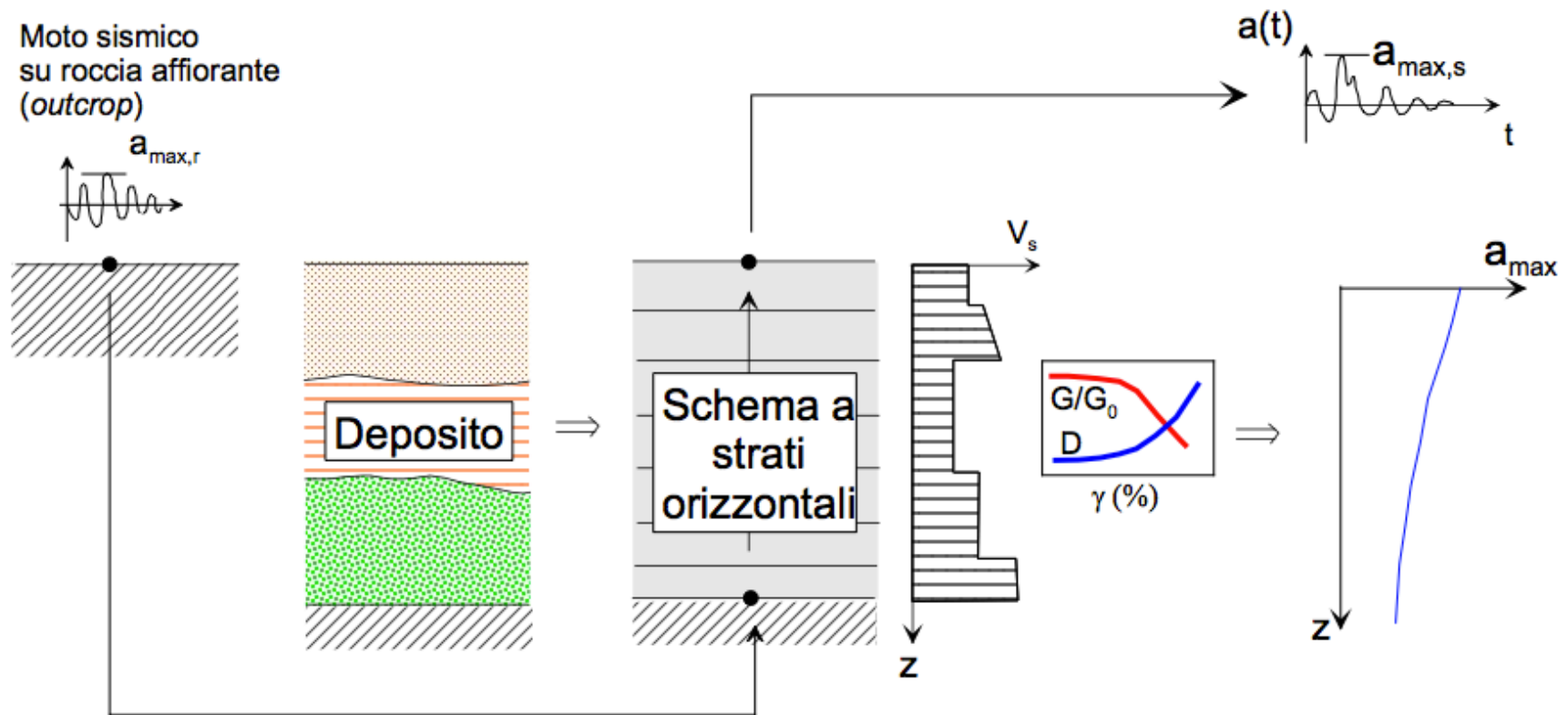
Per sottosuoli appartenenti alle ulteriori categorie S1 ed S2 di seguito indicate (Tab. 3.2.III), è necessario predisporre **specifiche analisi** per la definizione delle azioni sismiche, particolarmente nei casi in cui la presenza di terreni suscettibili di liquefazione e/o di argille d'elevata sensibilità possa comportare fenomeni di collasso del terreno.

Specifiche analisi = Risposta Sismica Locale
(Calcolo dell'azione sismica!)

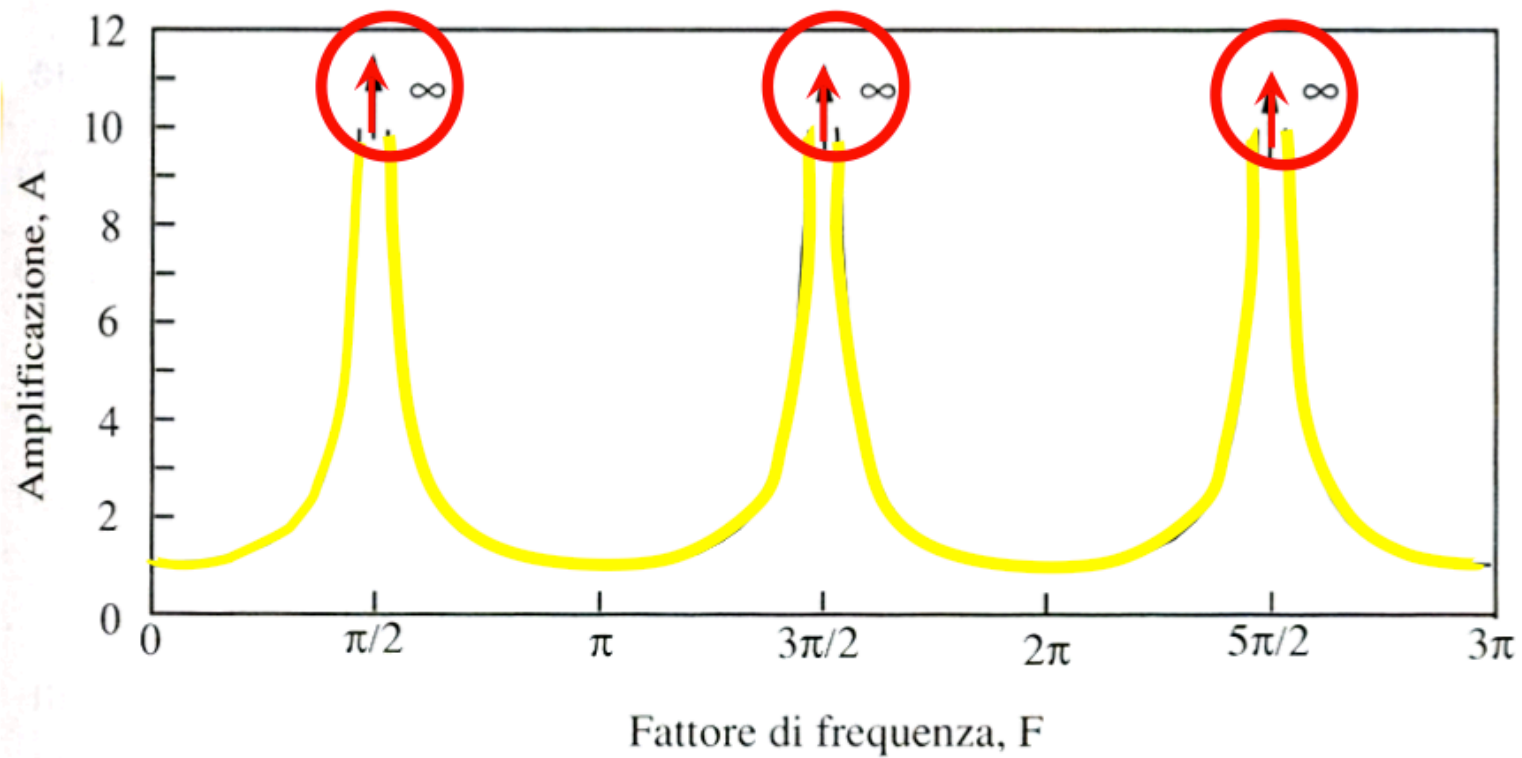
Modellazione monodimensionale Strati e bedrock orizzontali



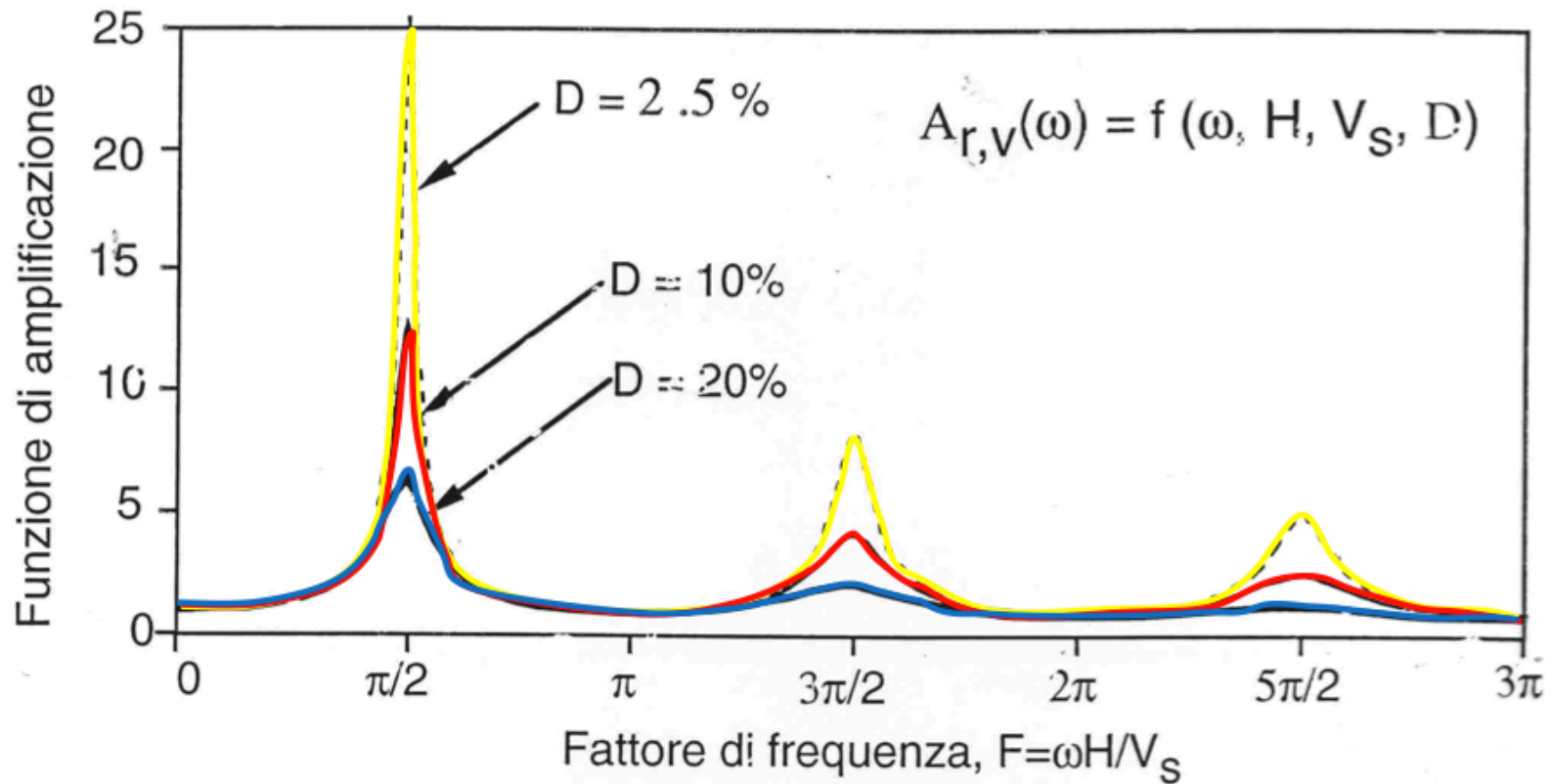
SCHEMA DI UNA ANALISI DI RISPOSTA SISMICA



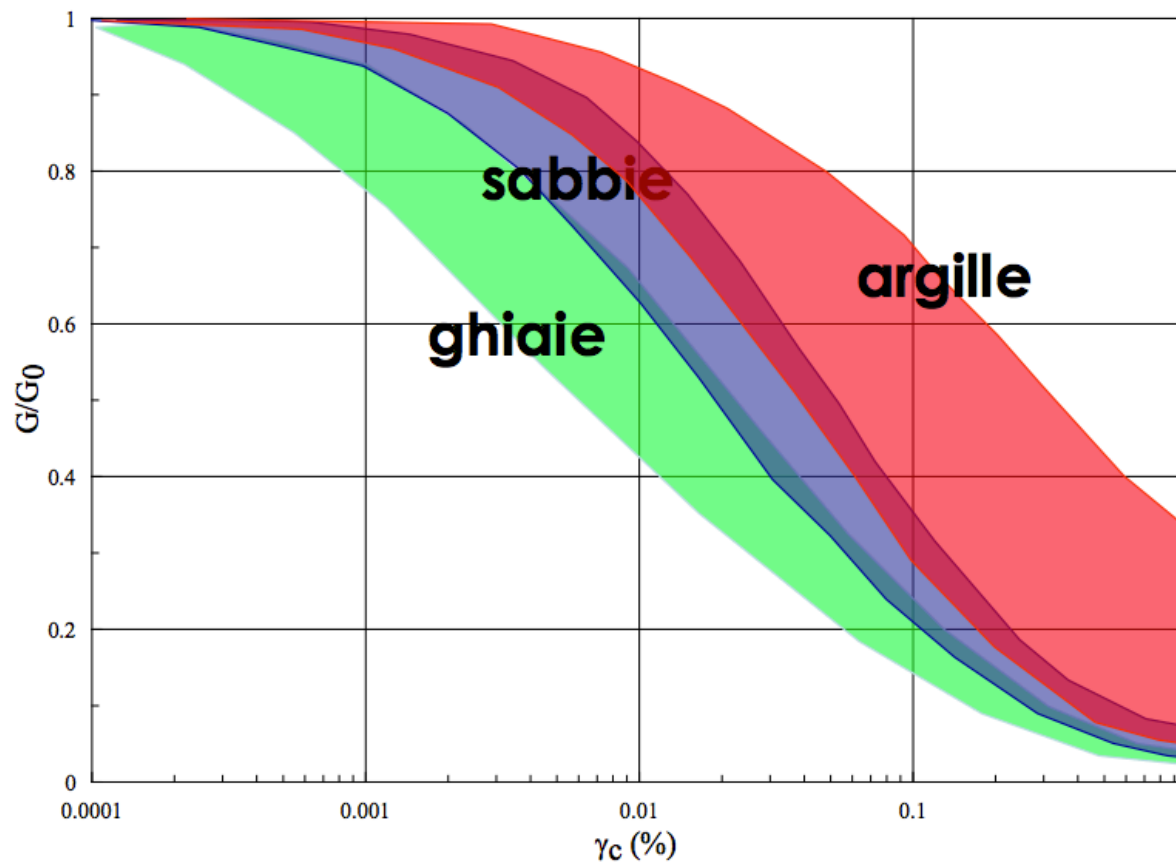
AMPLIFICAZIONE:STRATO ELASTICO LINEARE



AMPLIFICAZIONE:STRATO VISCO ELASTICO



DECADIMENTO DEL MODULO PER DIVERSI TERRENI

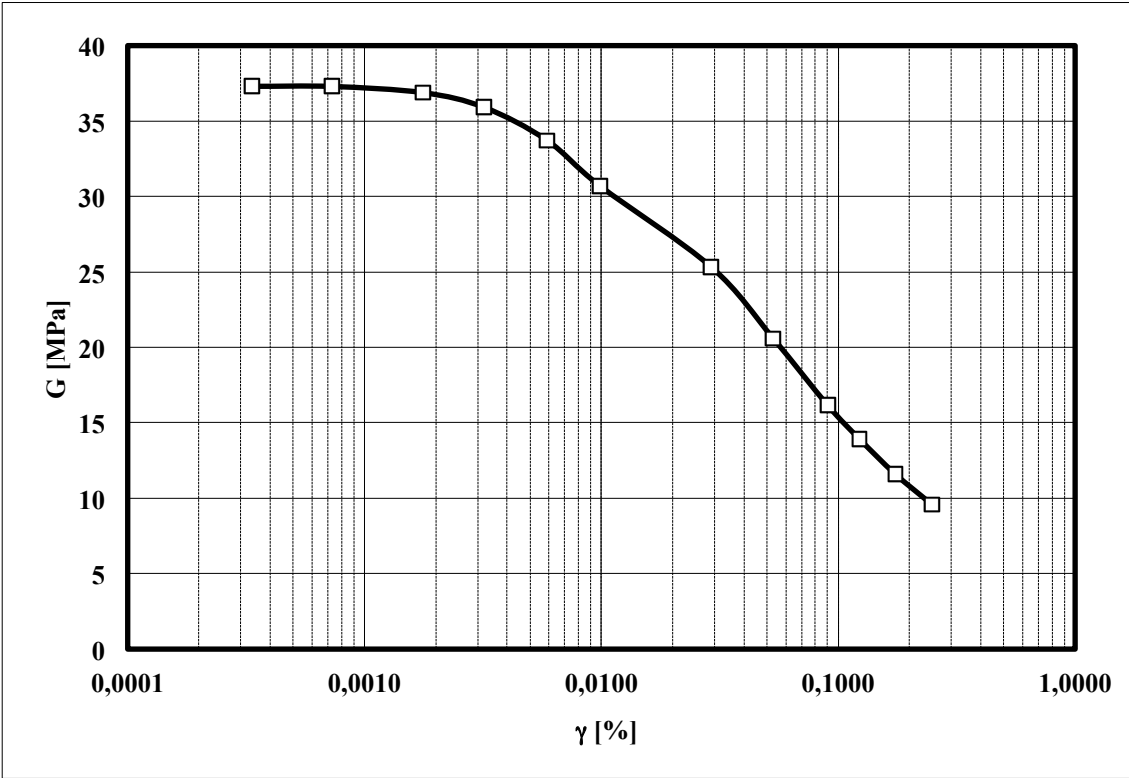


CARATTERIZZAZIONE DINAMICA DEL TERRENO

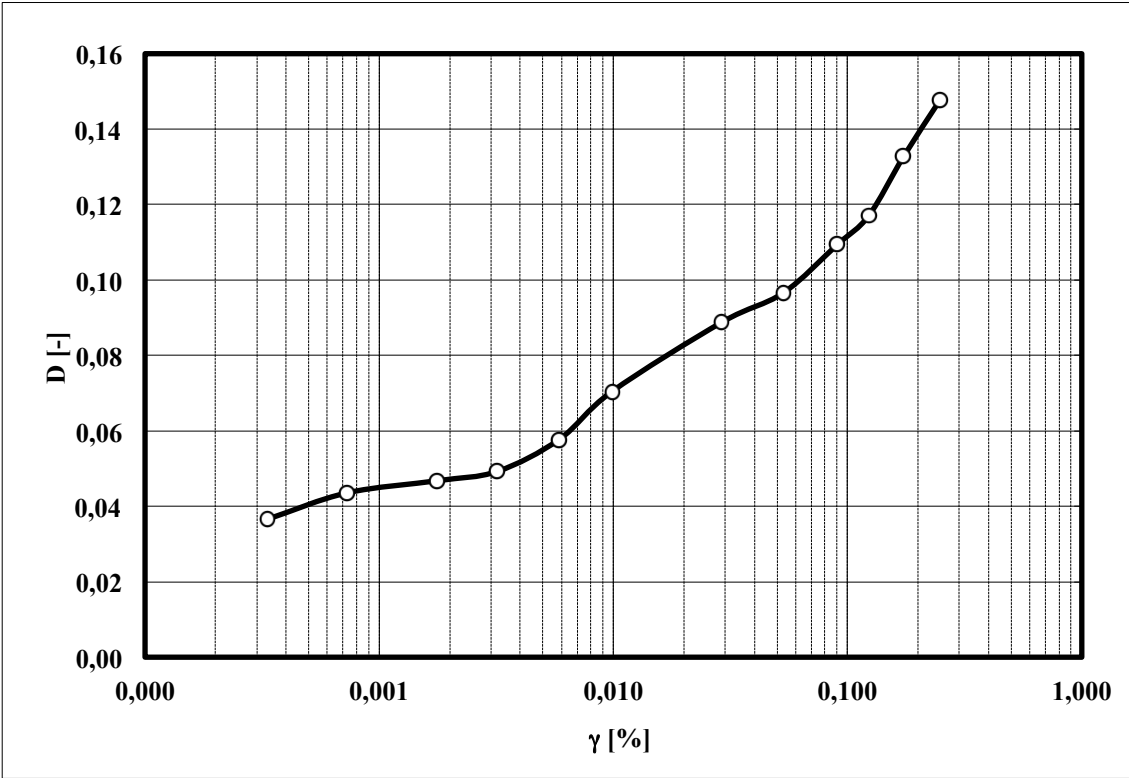
MEZZI DI INDAGINE IN LABORATORIO (su campioni “indisturbati”)

- TRIASSIALI
 - TX (UU, CU, CD)
 - Cicliche (CLTX)
- EDOMETRICHE (ED)
- TAGLIO DIRETTO O TAGLIO SEMPLICE (DS, SS)
- COLONNA RISONANTE (RCT)
- TAGLIO TORSIONALE CICLICO (CLTST)

ANDAMENTO DEL MODULO G



ANDAMENTO DELLO SMORZAMENTO



FENOMENO DELLA LIQUEFAZIONE

Sollevamento di un serbatoio interrato





FENOMENO DELLA LIQUEFAZIONE

Affondamento di un oggetto
appoggiato sul terreno

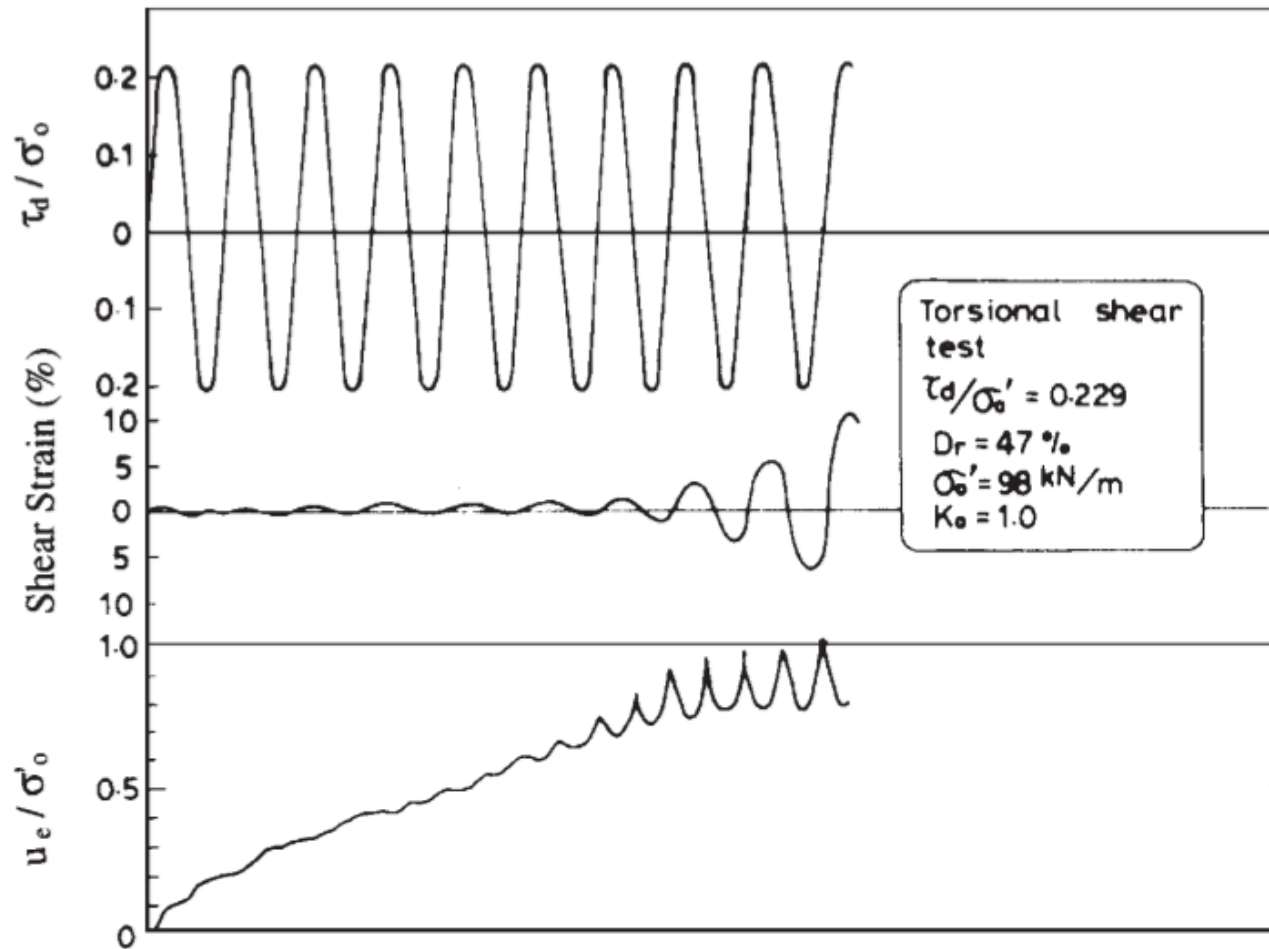
Youtube:
Soil liquefaction due
to earthquake.
UTHM
GEOFEST'14

EFFETTI DI UN TERREMOTO

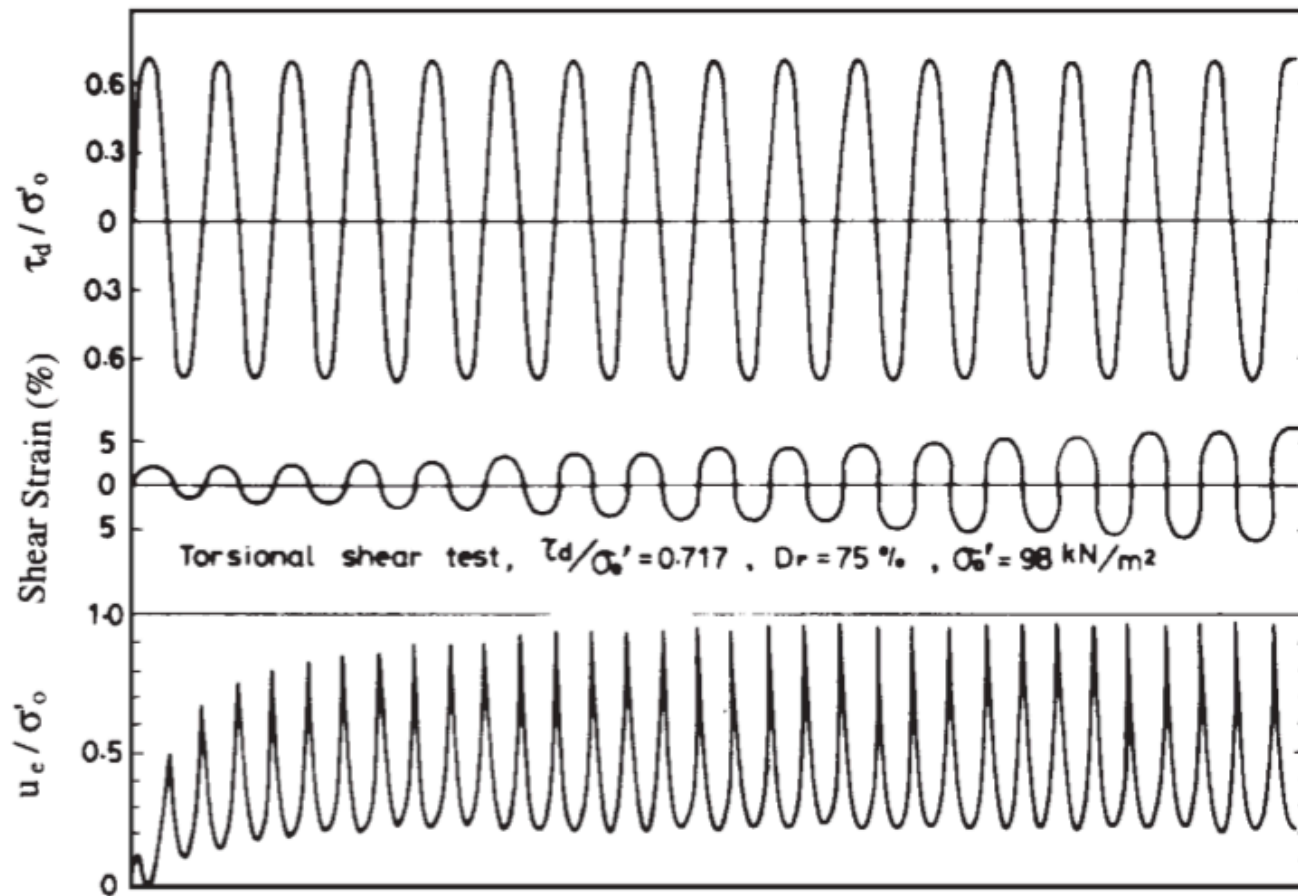
Sprofondamento di alcuni edifici, senza rotture (apparenti) della struttura



EFFETTO DELL'APPLICAZIONE DI SFORZI DI TAGLIO IN
CONDIZIONI NON DRENATE



EFFETTO DELL'APPLICAZIONE DI SFORZI DI TAGLIO IN
CONDIZIONI NON DRENATE



COSA DICONO LE NTC 2008 RIGUARDO LA LIQUEFAZIONE?

7.11.3.4.1 *Generalità*

Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.

Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione.

In assenza di interventi di miglioramento del terreno, l'impiego di fondazioni profonde richiede comunque la valutazione della riduzione della capacità portante e degli incrementi delle sollecitazioni indotti nei pali.

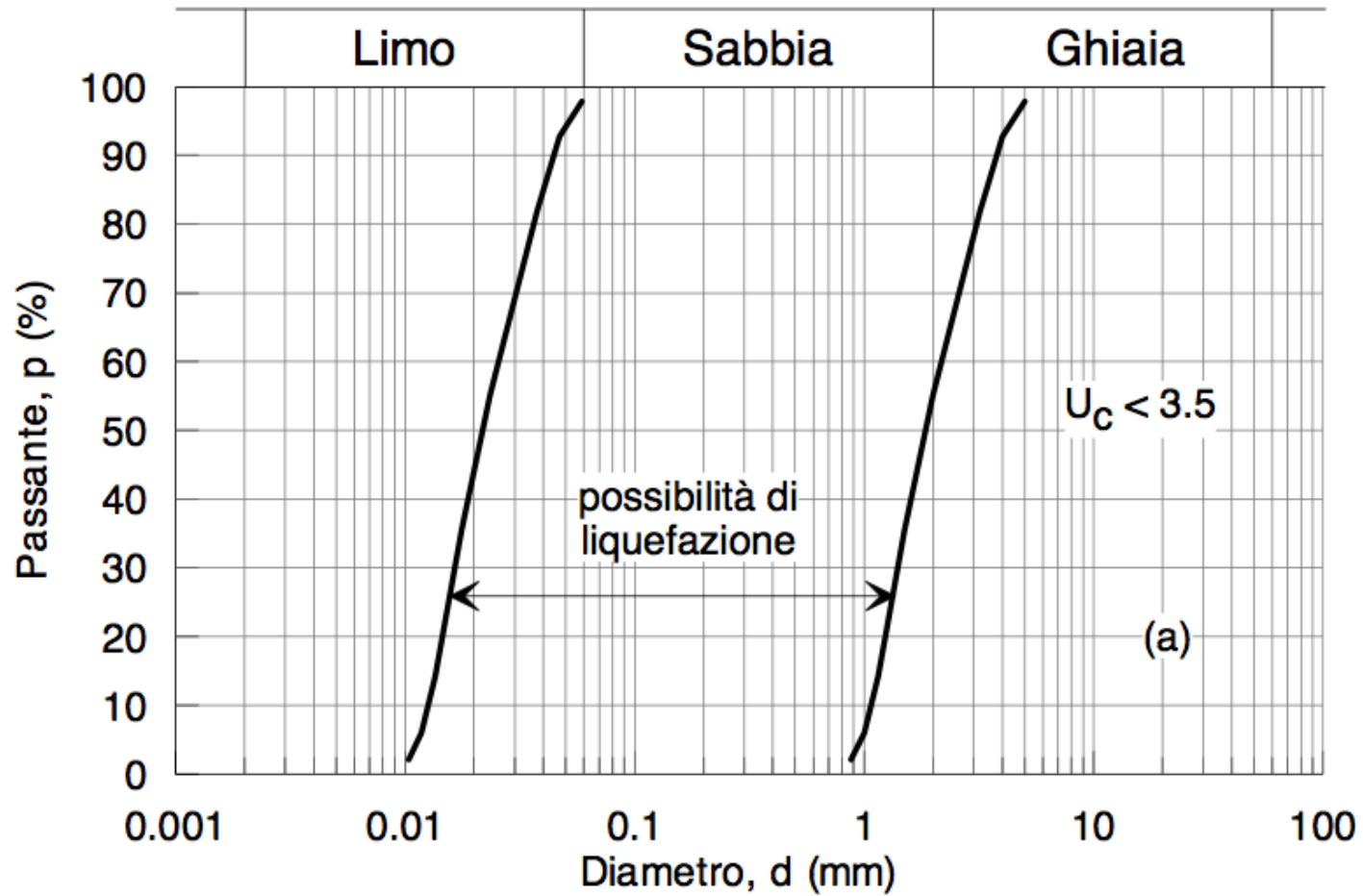
7.11.3.4.2 *Esclusione della verifica a liquefazione*

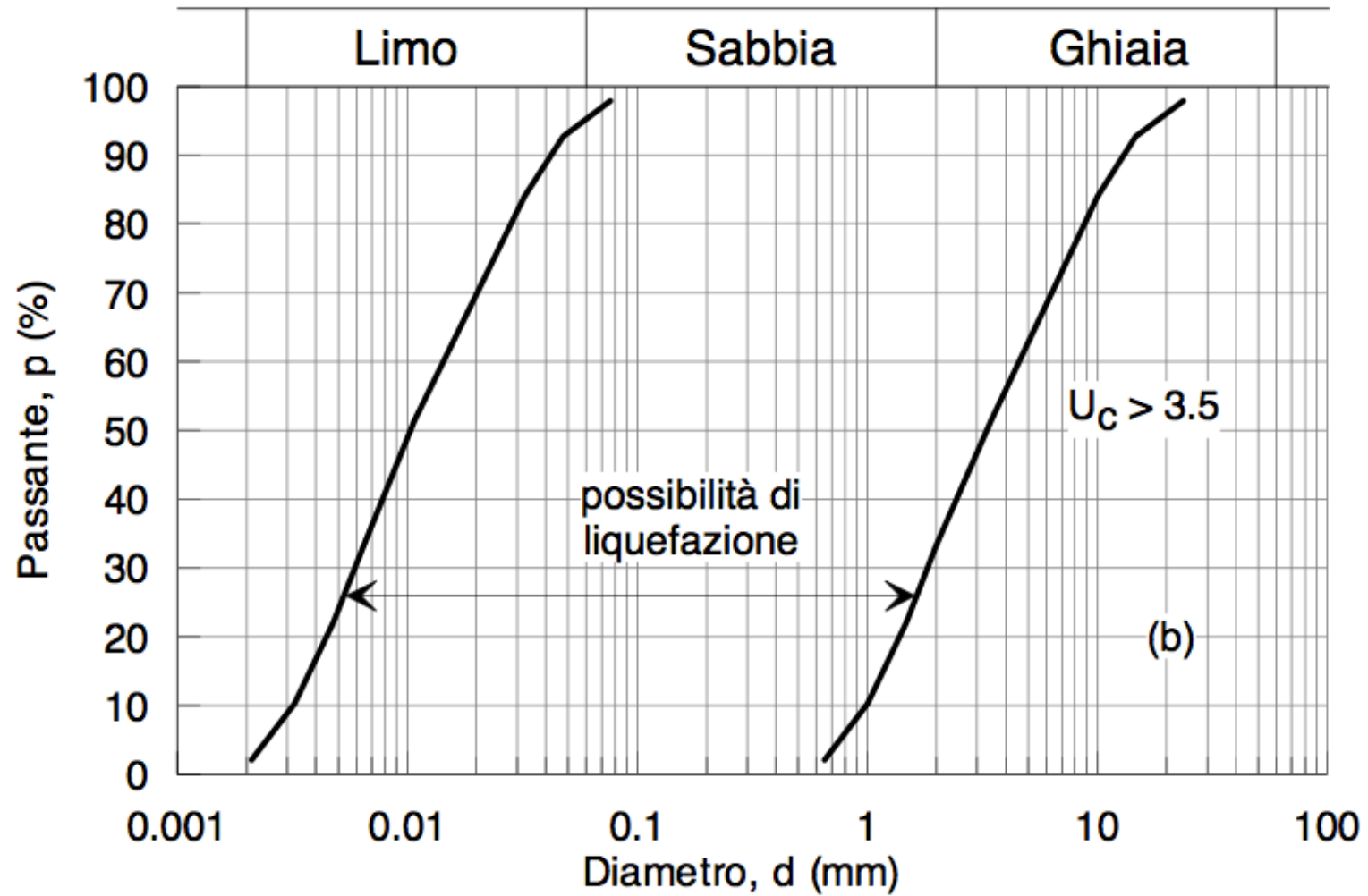
La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

$$q_{c1N} = \frac{q_t}{\sqrt{\sigma'_{v0} \cdot p_{atm}}}$$

Quando le condizioni 1 e 2 non risultino soddisfatte, le indagini geotecniche devono essere finalizzate almeno alla determinazione dei parametri necessari per la verifica delle condizioni 3, 4 e 5.





7.11.3.4.3 *Metodologie di analisi*

Quando nessuna delle condizioni del § 7.11.3.4.2 risulti soddisfatta e il terreno di fondazione comprenda strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, occorre valutare il coefficiente di sicurezza alla liquefazione alle profondità in cui sono presenti i terreni potenzialmente liquefacibili.

Salvo utilizzare procedure di analisi avanzate, la verifica può essere effettuata con metodologie di tipo storico-empirico in cui il coefficiente di sicurezza viene definito dal rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione e la sollecitazione indotta dal terremoto di progetto. La resistenza alla liquefazione può essere valutata sulla base dei risultati di prove in sito o di prove cicliche di laboratorio. La sollecitazione indotta dall'azione sismica è stimata attraverso la conoscenza dell'accelerazione massima attesa alla profondità di interesse.

L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della liquefazione deve essere valutata e motivata dal progettista.